



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

MIKKO HANKA  
TERÄS- JA BETONIRAKENTEIDEN  
VAURIOITUMINEN TULIPALOSSA

Kandidaatintyö

Tarkastaja: Mikko Malaska

## TIIVISTELMÄ

**MIKKO HANKA:** Teräs- ja betonirakenteiden vaurioituminen tulipalossa  
(engl. Fire induced damages in steel and concrete structures)

Tampereen teknillinen yliopisto

Kandidaatintyö, 30 sivua

Toukokuu 2018

Rakennustekniikan kandidaatin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Mikko Malaska

Avainsanat: palovauriot, lujuus, lämpötila, teräs- ja betonirakenteet

Tässä kirjallisuustutkimuksena suoritettua kandidaatintyössä selvitettiin erilaisten rakenneterästen ja betonien tulipalon aikaisia lujuuden muutoksia eri lämpötiloissa sekä jäähtymisvaiheen jälkeisiä jäännöslujuuksia. Lisäksi tutkimuksessa käsitellään lainsäädännössä kantaville rakenteille asetettuja palonkestovaatimuksia, sekä esitetään menetelmiä palovaurioiden ja rakenteiden jäännöslujuuksien arviointiin palopaikalla. Palovaurioiden aiheuttamat mekaanisten ominaisuuksien muutokset ja niiden ymmärtäminen ovat oleellisia paloturvallisuussuunnittelussa sekä palon jälkeisessä korjausrakentamisessa.

Terästen tulipalon aikana menettämä lujuus palautuu tyypillisesti ainakin osittain jäähtymisvaiheessa, vaikka pysyviä muodonmuutoksia tapahtuisikin. Tutkimuksessa pehmeiden terästen ja korkealujuusterästen jäännöslujuuksien todettiin palautuvan lähes täysin ennalleen palon aikaisen lämpötilan käytyä korkeintaan 600 celsiusasteessa, vaikka palon aikainen myötölujuus samassa lämpötilassa olisikin ollut alle 15 prosenttia. Teräslankojen jäännöslujuus on kuitenkin huomattavasti heikompi. Kaikkien terästen jäännöslujuuksien havaittiin heikkenevän palon aikaisen maksimilämpötilan ylittäessä 600 °C ja erityyppisten terästen välillä oli havaittavissa huomattavia eroja. Esimerkiksi tietyn rajan jälkeen ferriittisen ruostumattoman teräksen jäännöslujuus kasvaa.

Betonille palon aikana syntyneet lujuushäviöt puolestaan ovat yleensä pysyviä johtuen runkoaineen ja sementin kemiallisista muutoksista, halkeilusta ja lohkeilusta. Selvitetiin, että lujuuskato 400 °C:ssa on normaalilujuusbetonille korkeintaan 15 % ja korkealujuusbetonille 10 %, kun taas 800 °C:ssa puristuslujuudesta on jäljellä normaalilujuusbetonissa enää alle 20 % ja korkealujuusbetonissa 25 %. Korkeammissa lämpötiloissa lujuuskato lisääntyy, mutta jäännöslujuus on kuitenkin kokonaisuudessaan riippuvainen käytetystä runkoaineksesta.

Lopuksi todettiin, että tulipalon jälkeen vaurioituneita rakenteita arvioidaan ensihavaintokäynneillä. Näiden perusteella selvitetään, mille rakenteille tullaan tekemään tarkempia tutkimuksia joko otettujen näytteiden tai rakennetta vaurioittamattomien menetelmien avulla.

## SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO .....	1
1.1	Työn tausta .....	1
1.2	Tutkimuksen tavoite .....	1
1.3	Tutkimuksen rakenne ja rajaukset .....	1
2.	RAKENTEIDEN TOIMINTA TULIPALOSSA .....	3
2.1	Rakenteiden kantavuus tulipalon aikana .....	3
2.2	Rakenteiden toiminta jäähtymisvaiheessa .....	4
3.	MATERIAALIEN VAURIOITUMINEN PALOSSA .....	6
3.1	Teräs .....	6
3.1.1	Teräslangat .....	6
3.1.2	Teräsprofiilit .....	8
3.1.3	Korkealujuusteräs .....	10
3.1.4	Ruostumaton teräs .....	12
3.2	Betoni .....	14
3.2.1	Teräsbetoni .....	14
3.2.2	Betonin käyttäytyminen yleisesti .....	15
3.2.3	Korkealujuusbetoni .....	18
4.	PALOVAURIOIDEN HAVAINNOINTI JA TUTKIMINEN .....	21
4.1	Palopaikan ensihavainnointi .....	21
4.2	Betonirakenteiden havainnointi ja tutkiminen .....	22
4.3	Teräsrakenteiden havainnointi ja tutkiminen .....	23
5.	YHTEENVETO .....	26
5.1	Kirjallisuustutkimuksen tulokset .....	26
5.2	Päätelmät ja jatkotutkimukset .....	28
	LÄHTEET .....	29

# 1. JOHDANTO

## 1.1 Työn tausta

Palovaurioiden syntyminen rakenteisiin on mahdollista aina, kun tuli pääsee hallitsemattomasti leviämään tilassa. Mikään rakennusmateriaali ei ole täysin tulenkestävä, vaan ne menettävät aina osan hyödyllisistä rakennusteknisistä ominaisuuksistaan lämpötilan kohotessa riittävän korkealle. Täten syntyneiden palovaurioiden kehittymisen ymmärtäminen ja havainnointi on ehdottoman tärkeää, sillä vaikka rakenteet palon jälkeen yhä kantaisivatkin rakennusta ilman merkittäviä näkyviä vaurioita, ovat rakenteet hyvin todennäköisesti menettäneet osan kantavuudestaan.

Tulipalon syttyminen ja siten palovaurioiden kehittyminen on käytännössä mahdollista kaikissa käytettävissä rakennustyypeissä. Tämän vuoksi palovaurioihin liittyvä tutkimus on oleellisen tärkeässä asemassa paloturvallisuuden ja korjausrakentamisen suunnittelussa.

## 1.2 Tutkimuksen tavoite

Tämän tutkimuksen päätarkoituksena on kirjallisuuden ja aikaisempien julkaisujen avulla selvittää yleisesti käytettävien teräs- ja betonirakenteiden vauriomekanismit palon aikana ja jäähtymisen jälkeen. Selvitetään siis näiden rakenteiden kantavuuden heikkenemistä palon aikana ja niiden jäännösominaisuuksia palon jälkeen, pääasiassa lujuuden kannalta. Palovaurio määritetään tässä tutkimuksessa tulipalon seurauksena syntyneeksi rakenteen mekaanisten ominaisuuksien muutokseksi. Jäähtyneiden rakenteiden jäännösarvoja verrataan paloa edeltäneeseen tilanteeseen, sekä tarkastellaan eri maksimilämpötilojen aiheuttamia eroja.

Lisäksi selvitetään, miten vahingoittuneiden rakenteiden vauriot havaitaan ja jäännöslujuudet tarkastetaan jäähtymisen jälkeen. Kokeellisia ja kirjallisia tutkimuksia palovaurioista on olemassa runsaasti, mutta suomenkielistä materiaalia on tarjolla vähän. Tämän kirjallisuustutkimuksen avulla pyritään luomaan selkeä suomenkielinen selostus palovaurioiden vaikutuksista lujuuteen.

## 1.3 Tutkimuksen rakenne ja rajaukset

Työn ensimmäisessä vaiheessa käsitellään laeissa ja määräyksissä rakennuksille ja kantaville rakenteille asetettuja paloturvallisuuteen ja palonkestävyyteen liittyviä vaatimuk-

sia. Seuraavassa luvussa perehdytään rakennusmateriaalien käyttäytymiseen ja palovaurioiden kehittymiseen palovaiheessa sekä jäähtymisen jälkeen. Tutkimuksessa keskitytään erilaisten teräs- ja betonituotteiden palovaurioihin erityisesti lujuuden näkökulmasta. Luvussa pyritään hyödyntämään monipuolisia tutkimuslähteitä, kuten tuoreita laboratoriotutkimuksia (Huang & Young 2017) ja katselmuksia (Fletcher et al. 2007). Kolmanneksi selvitetään, miten erilaiset palovauriot voidaan palon jälkeen havainnoida sillä oletuksella, että rakenteet ovat selvinneet palosta sortumatta. Lisäksi kerrotaan yleisimmistä tavoista vaurioiden tarkempaan tutkimiseen. Lopuksi yhteenvedossa kootaan yhteen kirjallisuustutkimuksen tärkeimmät huomiot ja tulokset.

Tutkimuksen aihetta rajataan sisältämään pelkästään korkeiden lämpötilojen aiheuttamat vauriot. Täten esimerkiksi savun ja sammutusvesien aiheuttamat vahingot jätetään huomioimatta. Käsiteltävät rakennusmateriaalit on rajattu teräksiin ja betoneihin, eikä erilaisten palosuojausaineiden tai -materiaalien vaikutusta huomioida. Tutkimuksessa ei tarkemmin rajata käsiteltäviä rakenneosia, sillä lähdeaineiston materiaalitutkimusten tuloksia voidaan soveltaa useimmille rakenteille, yleisimmin kuitenkin esimerkiksi palkeille ja pilareille.

## 2. RAKENTEIDEN TOIMINTA TULIPALOSSA

### 2.1 Rakenteiden kantavuus tulipalon aikana

Suomessa voimassa olevat paloturvallisuutta koskevat määräykset pohjautuvat päivitettyyn Ympäristöministeriön asetukseen (848/2017). Palo- ja rakennuslainsäädännössä todetaan rakennuksen teknisten vaatimusten täyttyvän paloturvallisuuden osalta, kun rakennus suunnitellaan ja rakennetaan noudattamaan lainsäädännössä lueteltuja paloluokkia ja lukuarvoja. Vaihtoehtoisesti vaatimusten koetaan täyttyvän myös silloin, kun rakennuksen suunnittelu ja rakentaminen pohjautuvat oletettuun palonkehitykseen, jossa on huomioitu rakennuksessa todennäköisimmin muodostuvat palotilanteet. (Kuhlman 2015, s. 369.)

Oletettuun palonkehitykseen pohjautuvan paloturvallisuussuunnittelun tarkoituksena on yleensä säästää rakennuskustannuksia. Jos voidaan huolellisella palonkehityksen mallinnuksella osoittaa, että esimerkiksi kantava seinä ei todennäköisissä palotilanteissa altistu niin suurille palorasituksille kuin luokkiin ja lukuarvoihin perustuva mitoitus olettaa, pysytään rakenteelle suunnittelemaan asetuksen normaalisti sallimaa lyhyempi kantavuusaika. Tällöin palomitoituksessa käytettävät rasitukset ovat pienempiä, mikä johtaa alhaisempiin materiaalikustannuksiin.

Rakennukset jaotellaan paloluokkiin P1, P2 ja P3, joista kahden jälkimmäisen kokoa ja henkilömäärää rajoitetaan kohteen käyttötarkoituksen mukaan. Yksi olennaisista paloturvallisuuden vaatimuksista on kantavien rakenteiden kestäminen palotilanteessa niille määräyksissä asetetun vähimmäisajan. Paloluokassa P1 kantavat rakenteet mitoitetaan pääsääntöisesti kestämaan koko palon ajan sortumatta. Tämä mahdollistetaan asettamalla rakenteiden kantavuudelle R riittävän korkea minuuttimäärä, joka riippuu rakennuksen paloluokan lisäksi palokuorman suuruudesta sekä rakennuksen käyttötarkoituksesta ja kerroskorkeudesta. (Kuhlman 2015, s. 369, 371, 375.)

Jos vastaava P1-luokan rakennus on suunniteltu kestämaan koko palo sortumatta, niin kantavuudelle asetetussa ajassa palo joko sammutetaan tai palokuorma on itsestään täysin palanut. Muissa tapauksissa rakenteiden on kestävä vähintään kantavuudelle määrätty aika, mutta tämän jälkeen sortuminen on hyvin mahdollista, ellei paloa saada ajoissa sammutettua. Paloluokille asetetut rakenteiden kantavuuden aikavaatimukset erilaisissa tapauksissa on esitetty taulukossa 1. Ympäristöministeriön asetuksen (848/2017) 4 § esittää aiemmin lueteltujen paloluokkien lisäksi paloluokan P0, jota käytetään oletetun palonkehityksen menettelytavassa.

**Taulukko 1.** Luokkavaatimukset kantaville rakenteille paloluokkien P1 ja P2 rakennuksissa (Kuhlman 2015, s. 375–376; Ympäristöministeriön asetus 848/2017, 12 §).

Rakennuksen paloluokka ja palokuormaryhmät MJ/m <sup>2</sup>				
	P1			P2
	yli 1200	600 - 1200	alle 600	-
<b>1-2-kerroksinen rakennus yleensä</b>	R 120	R 90	R 60	R 30
<b>Yli 2-kerroksinen enintään 28 m korkea rakennus yleensä</b>	R 180, A2	R 120, A2	R 60, A2	R 60 * #
<b>Yli 2-kerroksinen 28 - 56 m korkea rakennus yleensä</b>	R 240, A2	R 180, A2	R 120, A2	ei mahdollinen
<b>Yli 2-kerroksinen yli 56 m korkea rakennus</b>	R 180 *, A2	R 120 *, A2	R 120 *, A2	ei mahdollinen
R Kantavuudelta edellytetty aika minuuteissa palotilanteessa. A2 Kantavat rakenteet ovat vähintään A2-s1, d0 -luokkaa. # Lämmöneristeet ja muut täytteet ovat vähintään A2-s1, d0 -luokkaa. * Rakennuksessa on tarkoituksenmukainen automaattinen sammutuslaitteisto.				

Rakenteille asetetaan kantavuuden R lisäksi vaatimuksia tiiviydelle E ja eristävyydelle I, mutta tässä tutkimuksessa kantavuus on oleellisin. Eristävyys ja tiiviys koskevat pääasiassa rakenteiden läpi tilasta toiseen kulkeutuvaa lämpöä ja savua. Lisäksi kantavien rakenteiden rakennusmateriaaleille asetetaan vaatimuksia. Esimerkiksi monissa taulukon 1 P1-paloluokan tapauksissa kantavien rakenteiden on oltava tehty vähintään luokan A2-s1, d0 materiaaleista (osallistuminen paloon erittäin rajattu, savuntuotto erittäin vähäistä ja palavia pisaroita ei esiinny) (Kuhlman 2015, s. 367, 375–376). Esimerkiksi teräs- ja betonirakenteet kuuluvat tähän luokkaan.

Lainsäädännöstä voidaan täten todeta, että palovaurioiden syntymisen kaari voi ennen jäähtymisvaiheettakin olla pitkä, jopa useamman tunnin palon oletetun keston ja rakenteiden ajallisen kantavuuden perusteella. Palovauriot voivat kehittyä koko tämän ajan, ja lopullinen sortuminen riippuu suuresti paloluokasta ja sammutustöiden ajankohdan alkamisesta.

## 2.2 Rakenteiden toiminta jäähtymisvaiheessa

Jäähtyminen on palon jälkeinen vaihe, jossa rakenteiden lämpötila laskee näiden kokeesta huippulämpötilasta takaisin ympäröivään huoneen tai ulkoilman lämpötilaan. Kyseinen prosessi on ajallisesti yleensä hyvin pitkä verrattuna itse palovaiheeseen. Vaikka jäähtyminen on oleellinen osa palovaurioiden syntymisen kaarta, ei palolainsäädäntö anna siihen paljoa ohjeistusta.

Ympäristöministeriön asetuksen (848/2017) 11 §:ssä todetaan, että mikäli henkilöturvallisuus ja vahinkojen suuruus edellyttävät, on rakennuksen kestettävä sortumatta palokuorman palamisen ja jäähtymisen ajan. Lisäksi oletetun palonkehityksen ohjeistuksen 13

§:ssä annetaan kantavien rakenteiden kestävyydelle vähimmäisvaatimukset palo- ja jäähtymisvaiheissa. Asetus edellyttää, että 2-kerroksisissa majoitus-, hoito- ja kokoontumistiloissa sekä sitä korkeammissa rakennuksissa rakenteiden kantavuuden on kestävä myös koko jäähtymisvaiheen ajan. Muille 2-kerroksisille ja 1-kerroksisille rakennuksille annetaan vain ohjeistukset palovaiheen ajallisesta kestosta ilman jäähtymisvaihetta. Muita suoranaisesti jäähtymiseen liittyviä ohjeita ei asetuksessa anneta. (Ympäristöministeriön asetus 848/2017.)

Jäähtymisvaiheen vaikutus rakenteisiin on merkittävä. Qiang et al. (2012, s. 1) tutkimuksen mukaan jäähtymisen aikana teräsrakenteissa tapahtuvat rakenteiden muodonmuutokset ja jäännösvoimien uudelleenasettuminen voivat aiheuttaa sisäisiä rasituksia, jotka saattavat olla jopa vaarallisempia kuin palovaiheen rasitukset ja muodonmuutokset. Wang et al. (2017, s. 331) puolestaan esittävät jäähtyvään palkkiin aiheutuvien vetovoimien saavaan aikaan liitosmurtumia. Tämä ei heidän mukaansa kuitenkaan ole aina haitallista, sillä murtuman kautta lieventyvät jännitykset voivat myös pienentää liitosten kautta pilariin välittyviä voimia ja olla näin edullisia liittyvälle pilarille.

Yleensä rakenteet pyrkivät jäähtyessään takaisin alkuperäiseen lämpölaajenemista edeltäneeseen tilaansa. Rakenteiden kestävyys ei kuitenkaan ole enää paloa edeltäneellä alkuperäisellä tasolla johtuen muodonmuutosten, materiaalihäviöiden ja muiden fyysisten ominaisuuksien muutoksista palon aikana. Teräsbetonissa rikkoutunut betoniterästen ja betonin välinen tartunta saattaa aiheuttaa sortuman viimeistään jäähtymisvaiheessa, kun korkeissa lämpötiloissa betonia enemmän laajentunut teräs palaa takaisin alkuperäiseen mittaansa rikottuaan ympäröivän betonin. Jäähtymisvaiheen vaikutusten huomioiminen on siis tärkeää tarkasteltaessa materiaalien käyttäytymistä palon jälkeen.



## 3. MATERIAALIEN VAURIOITUMINEN PALOSSA

### 3.1 Teräs

Hiiliteräs on kantavissa rakenteissa erittäin paljon käytetty materiaali, ja siitä valmistetaan esimerkiksi palkki- ja pilarirakenteita ja sitä hyödynnetään betonin raudoitteina. Hiiliterästen alhainen hiilipitoisuus tekee teräksestä sekä lujan että sitkeän, ja ne kestävät hyvin veto- ja puristusvoimia. Koska teräkset ovat oleellinen osa kantavien rakenteiden toimintaa, on niiden käyttäytyminen palo- ja jäähtymisvaiheissa ymmärrettävä.

Tässä luvussa käsitellään hiiliterästen mekaanisten ominaisuuksien, etenkin lujuuden, kehittymistä simuloitussa palotilanteessa lämpötilan kasvaessa. Lisäksi tarkastellaan jäähtymisen jälkeen mekaanisille ominaisuuksille tapahtunutta pysyvää vahinkoa.

#### 3.1.1 Teräslangat

Lähteenä käytetään Atienzan ja Elices'n (2009, s. 2933) esijännitetyille teräslangoille suorittamaa kokeellista tutkimusta. Kyseisessä tutkimuksessa halkaisijaltaan 5 millimetriä ja hiilipitoisuudeltaan 0,77 prosenttia olevia teräslankoja lämmitettiin laboratorion testausuunissa ennalta määritettyihin korkeisiin lämpötiloihin palotilannetta simuloiden. Tämän jälkeen koekappaleille tehtiin määritetyissä lämpötiloissa vetolujuus- ja relaksaatio-testit, jotka toistettiin samoista lämpötiloista täysin jäähtyneille kappaleille. (Atienza & Elices 2009, s. 2933.) Kyseisillä teräslangoilla on suuri lujuus näiden säikeistä muodostuvan rakenteen takia. Esijännitetyjä teräslankoja hyödynnetään esimerkiksi esijännitettyjen betonirakenteiden raudoitteina. Tutkimuksen tuloksia ei voida suoraan yleistää kaikenlaisille teräksille, mutta ne antavat tässä kirjallisuustutkimuksessa ensimmäisen käsityksen hiiliterästen palovaurioiden kehittymisestä.

Atienza ja Elices (2009, s. 2932–2933) perustelevat tutkimuksessaan, että vaikka tulipalo ei aiheuttaisi esijännitetyille rakenteille näkyvää vahinkoa, voi materiaalien mekaaniset ominaisuudet ja kuormitusten jakautuminen silti kärsiä. Heidän mukaansa vaurioiden laajuus riippuu palon ajallisesta kestosta ja intensiteetistä, sekä rakenteiden materiaalista, kuormituksista ja tilojen geometriasta. He tutkivat teräksille aiheutuvien mekaanisten ominaisuuksien pysyvien häviöiden lisäksi esijännityskuormien vähenemistä rajoitetuille ja vapaasti laajeneville koekappaleille. Tässä kirjallisuustutkimuksessa keskitytään kuitenkin mekaanisiin ominaisuuksiin.

Kokeellisessa tutkimuksessa esijännitetyt teräslangat kuumennettiin 20 celsiusastetta per minuutti nopeudella maksimilämpötiloihin, jotka olivat 20, 100, 200, 300, 400, 500 ja 600 °C. Tätä korkeampiin lämpötiloihin ei edetty, sillä tutkijoiden mukaan 700 °C:sta alkaen teräksen lujuudessa tapahtuu suuri lasku ja merkittäviä mikrorakenteen muutoksia.

Koekappaleita kuormitettiin jatkuvasti 70 % näiden vetolujuudesta olevalla voimalla. Suoritetuilla vetolujuustesteillä näissä lämpötiloissa mitattiin kappaleiden elastisuusraja ja maksimikuormitus, jotka kertovat myötö- ja murtolujuuden. Relaksaatiotesteillä puolestaan mitattiin kappaleen relaksaatiota. Tämä ilmaisee jännityksen vähenemistä muodonmuutoksen eli venymän pysyessä samana. Seuraavaksi koekappaleiden annettiin jäähtyä ilmassa luonnollisesti huoneenlämpöön, jolloin niille suoritettiin testit uudelleen vertailutulosten saamiseksi. Kuumennuksen ja jäähtymisen sykli kesti kokonaisuudessaan neljä tuntia. Tutkimuksen tulokset on esitetty taulukoissa 2 ja 3. (Atienza & Elices 2009, s. 2933–2934.)

**Taulukko 2.** Teräslankojen vetolujuustestien tulosten keskiarvot eri lämpötiloissa (Atienza & Elices 2009, s. 2934).

Lämpötila (°C)	Myötölujuus (megapascalia MPa)	Myötölujuuden osuus alkupe- räisestä (%)	Murtolujuus (MPa)
20	1770	100	1950
100	1727	97,6	1910
200	1472	83,2	1744
300	1200	67,8	1370
400	940	53,1	1043
500	639	36,1	650
600	267	15,1	270

**Taulukko 3.** Teräslankojen mekaanisten ominaisuuksien jäännösarvot jäähtymisen jälkeen (Atienza & Elices 2009, s. 2937).

Lämpötila (°C) *	Myötölujuus (MPa)	Myötölujuuden osuus alkuperäi- sestä (%)	Murtolujuus (MPa)	Relaksaatio (% alkuperäinen kuormitus 250 tunnissa)
20	1770	100	1950	2,2
100	1765	99,7	1947	2,2
200	1770	100	1940	2,4
300	1752	99,0	1926	2,5
400	1590	89,8	1755	6,2
500	1380	78,0	1521	13,2
600	887	50,1	1014	Murtuu

\* Maksimilämpötila, jossa koekappale on käynyt.

Lujuusominaisuuksia käsiteltäessä keskitytään nimenomaan myötölujuuteen, sillä tämän perusteella rakenteet mitoitetaan ja kappaleiden lujuusluokat asetetaan. Palon aikaisista tuloksista on nyt nähtävissä, että huomattavat lujuushäviöt alkavat vasta lämpötilan ylitäessä 100 °C. On myös havaittavissa, että myötölujuus ja murtolujuus laskevat testilämpötilan noustessa lähes yhtä paljon suhteessa toisiinsa. Kun 100 °C:ssa myötölujuus on laskenut vasta 2 %, on 300 °C:ssa lujuus enää 68 % alkuperäisestä. Tästä eteenpäin hei-

kentyminen jatkuu edelleen, ja 400 °C:ssa lujuudesta on jäljellä 53 % eli hieman yli puolet. 500 °C:ssa jäljellä on enää hieman yli kolmasosa ja 600 °C:ssa vain 15 %. Kokonaisuudessaan myötölujuus alkoi siis heikkenemään kohtalaisen lineaarisesti 100 °C:sta eteenpäin. Nämä tulokset antavat suuntaa sille, että 700 °C:ssa teräslankojen lujuus on pienentynyt nollaan. Liian suuren lujuushäviön seurauksena on terästen katkeaminen eli murtuma ja rakenteen mahdollinen sortuminen, mikä voi tapahtua rakenteessa huomattavasti pienemmilläkin lujuushäviöillä.

Jos rakenteet kestävät palovaiheen murtumatta ja pääsevät jäähtymään, on niille tutkimuksen perusteella huomattavissa selvä lujuuden palautuminen. 300 °C:ssa ja sitä alemmissa lämpötiloissa käytetyt teräslangat saavuttavat jäähtyttyään alkuperäiset myötö- ja murtolujuutensa lähes täysin. Jäännösominaisuudet heikkenevät kuitenkin tästä eteenpäin, kun lämpötilat nousevat tätä tasoa korkeammiksi. Kappaleissa, jotka jäähdytettiin 400 °C:sta, on huomattavissa 90 %:n jäännöslujuus. 500 °C:sta jäähtyneiden teräslankojen lujuus alkuperäisestä on vielä 78 % ja 600 °C:sta vain 50 %. Erityisesti jälkimmäisen tapauksen kohdalla saattaa olla kannattavampaa vaihtaa rakenne täysin riittävän varmuuden takaamiseksi sen sijaan, että rakennetta lähdetäisiin palon jälkeen korjaamaan.

Tutkimustulosten perusteella teräksen relaksaatio jäähtyneissä kappaleissa kasvaa merkittävästi, kun teräksen lämpötila on ylittänyt 300 °C, jolloin siis samaan venymään vaadittu jännitys vähenee. Tutkimuksessa viruman kehittymistä seurattiin 250 tunnin ajan, ja korkeimmassa lämpötilassa käytetty kappale murtui kuormituksen ollessa 70 % alkuperäisestä murtolujuudesta. Relaksaatio vaikuttaa merkitsevästi esijännitettyjen rakenteiden kestävyYTEEN, mutta tätä ei käsitellä tässä kirjallisuustutkimuksessa.

Kuten tuloksista saatiin analysoitua, Atienza ja Elices toteavat teräslankojen mekaanisten jäännösominaisuuksien heikkenevän, kun lämpötila on ylittänyt 250 °C. Heikkeneminen on erityisen merkittävää lämpötilan ylittäessä 400 °C, jolloin teräksen kiderakenteessa alkaa tapahtua muutoksia. Tällöin esimerkiksi kylmämuokkauksen teräkselle tuomat edut katoavat aiheuttaen lujuuden heikkenemisen. (Atienza & Elices 2009, s. 2935.)

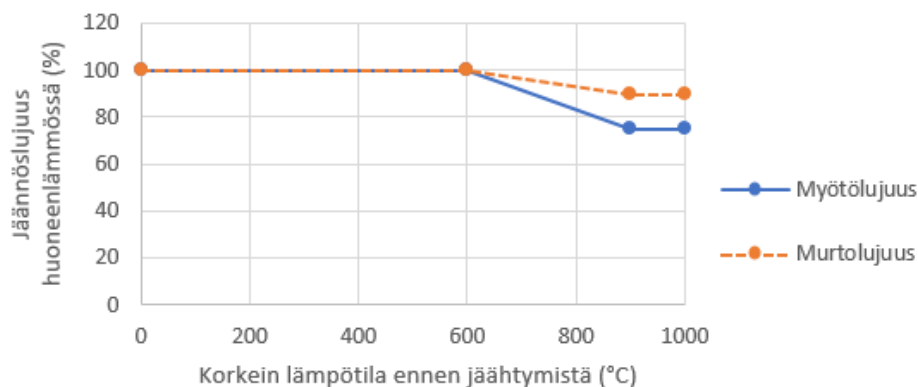
### 3.1.2 Teräsprofiilit

Teräsprofiilit ovat teräsrakenteita, jotka käyttötarkoituksensa takia on työstetty erilaisiin profiilimuotoihin. Profiileja käytetään nimenomaan erillisissä teräsrakenteissa toisin kuin terästankoja, joita hyödynnetään yhdessä betonin kanssa. Esimerkiksi IPE- ja HEA-palkit sekä putkiprofiilit ovat teräsprofiileja. Tämä alaluku käsittelee profiileissa käytettäviä pehmeitä teräksiä eli teräksiä, joita ei vielä luokitella korkealujuusteräksiksi.

Qiang et al. (2012) mainitsevat korkealujuusteräksiä koskevassa tutkimuksessaan lyhyesti myös pehmeiden hiiliterästen palon jälkeisistä lujuuden jäännösominaisuuksista. Heidän mukaansa terästen S235 ja S275 voidaan olettaa saavuttavan palon jälkeen vähintään 90 %:n mekaaniset jäännösominaisuudet ilman vaadittavaa varmennusta. Puolestaan

S355 saavuttaa oletetusti vähintään 75 % alkuperäisestä lujuudestaan jäähtyessään yli 600 °C lämpötilasta. (Qiang et al. 2012, s. 1–2.) Merkintä S235 tarkoittaa rakenneterästä, jonka nimellinen myötölujuus on 235 megapascalina (MPa).

Maraveas ja Fasoulakis (2014, s. 1) selvittivät kirjallisuustutkimuksessaan pehmeiden terästen mekaanisia jäännösominaisuuksia. Selvityksen mukaan olemassa olevat suunnitteluohteet eivät antaneet tyydyttäviä suosituksia. He tuottivat tutkimuksessaan kaavat terästen myötö- ja murtolujuuksien jäännösarvojen arviointia varten, kun palon aikainen maksimilämpötila tiedetään. Kyseisistä kaavoista muodostuvat kuvaajat on esitetty kuumavalssatulle teräkselle kuvassa 1.



**Kuva 1.** Pehmeiden kuumavalssattujen terästen jäännöslujuudet terästen jäähtyttyä esitetystä palon aikaisista maksimilämpötiloista (Maraveas & Fasoulakis 2014, s. 5).

Tutkijat esittivät, että pehmeiden kuumavalssattujen terästen lujuudet palautuvat jäähtymisen jälkeen täysin, kun lämpötila on käynyt korkeintaan 600 °C:ssa. Tämän jälkeen jäännöslujuudet laskevat lineaarisesti 900 °C:seen asti, jolloin myötölujuus on 74,8 % ja murtolujuus 89,6 % alkuperäisestä. Jäännöslujuusarvojen voidaan olettaa pysyvän samoina ainakin 1 000 °C:seen asti. Tutkimuksessa esitettiin jäännösarvot myös kimmoduulille, jonka jäännösarvo vastaa lujuuden tapaan alkuperäistä arvoa 600 °C:seen saakka. Tämän jälkeen kimmomoduuli laskee lineaarisesti 1 000 °C:seen asti, missä sen arvo on enää 71,7 % alkuperäisestä. Mainittavaa on, että vesijäähdytys vähentää terästen muodonmuutoskykyä ja kasvattaa niiden lujuutta verrattuna näihin ilmajäähdytyksen tuloksiin. (Maraveas & Fasoulakis 2014, s. 2, 5.)

Verrattaessa Qiang et al. (2012) lausuntoa Maraveas ja Fasoulakis (2014) tuloksiin, on huomattavissa yhteneväisyys näiden kesken. Teräsrakenteiden jäännöslujuuden voidaan olettaa olevan vähintään noin 75 % alkuperäisestä myötölujuudesta ja 90 % murtolujuudesta. Palolle altistuneet teräkset on kuitenkin aina hyvä tarkistaa tilanteen salliessa, mikäli on syytä epäillä korkeampia lämpötiloja tai poikkeuksia ohjearvoihin.

### 3.1.3 Korkealujuusteräs

Korkealujuusterästen käyttö rakennusalalla on kasvussa ja niillä on nimensä mukaisesti suuri lujuus. Nimellinen myötöraja katsotaan korkealujuusteräksillä olevan vähintään 460 MPa ja heikompiin teräsiin verrattuna niillä on esimerkiksi parempi vetolujuus, muodonmuutoskyky, ja korroosionkestävyys. (Qiang et al. 2012, s. 1.)

Qiang et al. (2012) selvittivät tutkimuksessaan korkealujuusterästen S460 ja S690 mekaanisten ominaisuuksien jäännösarvoja, kun koekappaleet oltiin jäädytetty jopa 1 000 °C:een yltävistä lämpötiloista. Paksuudeltaan 5 mm olevat koekappaleet kuormitettiin jäähdettyään vetolujuuskokeessa murtoon asti. Kokeen tuloksista saatiin selville myötö- ja murtolujuudet, kimmomoduuli ja muodonmuutoskyky. Terästen hiilipitoisuus oli alhainen, mutta vielä hiiliteräkseksi määriteltävä. (Qiang et al. 2012, s. 2.)

Tutkimuksen tuloksista (Qiang et al. 2012, s. 5–6) havaitaan, että 650 °C:seen mennessä ei jäännöslujuuden arvoissa ole havaittavissa merkittävää eroa alkuperäisiin myötö- ja murtolujuuden arvoihin verrattuna. Erot ovat tällöin suurimmillaan 5 %. Korkeammissa lämpötiloissa tapahtuu kuitenkin selvempiä muutoksia. Esimerkiksi S690-kappaleet menettävät huomattavasti suuremman osuuden jäännöslujuudestaan kuin lujuusluokan S460 teräkset. Myötölujuus 800 °C:ssa käyneelle lujuusluokan S460 teräkselle on 87 % alkuperäisestä, kun S690:lle se on enää 61 %. Puolestaan 1000 °C:n kohdalla jäännösmytölujuus S460:lle on 76 % ja 690:lle vain 38 %. Murtolujuudet heikkenevät vastaavissa lämpötiloissa, mutta niiden jäännösarvot ovat lähempänä alkuperäisiä. Tulokset on esitetty taulukossa 4.

**Taulukko 4.** Korkealujuusterästen jäännösmytölujuudet 0,2 %:n venymässä sekä jäännösmurtolujuudet (Qiang et al. 2012, s. 5–6).

Lämpötila (°C) *	S460			S690		
	Myötö- lujuus (MPa)	Myötölujuuden osuus alku- peräisestä (%)	Murto- lujuus (MPa)	Myötö- lujuus (MPa)	Myötölujuuden osuus alku- peräisestä (%)	Murto- lujuus (MPa)
20	490	100,0	640	789	100,0	820
300	490	100,0	638	785	99,5	822
400	489	99,7	637	786	99,7	820
500	494	100,7	631	786	99,7	821
600	480	98,0	621	785	99,5	820
650	466	95,0	608	793	100,6	807
700	474	96,8	605	705	89,4	743
750	442	90,1	566	591	74,9	646
800	428	87,4	571	484	61,4	552
850	427	87,1	580	420	53,2	507
900	427	87,1	568	320	40,5	485
1000	374	76,3	521	301	38,1	470

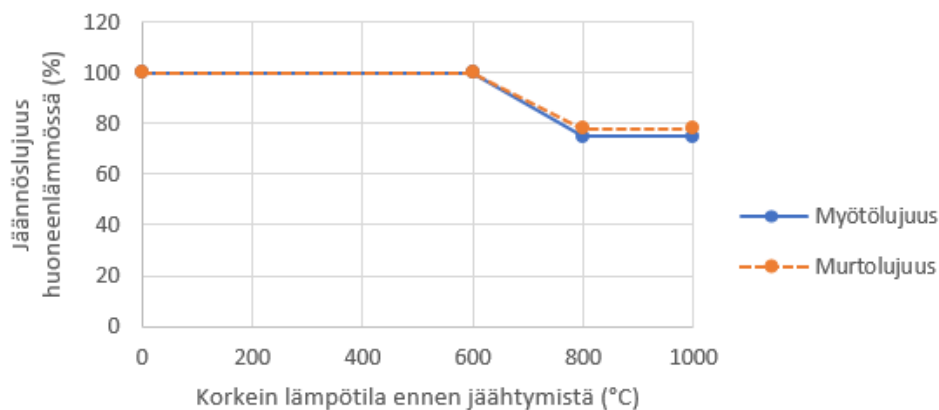
\* Maksimilämpötila, jossa koekappale on käynyt.

Chiew et al. (2014) testasivat pelkän lujuusluokan S690 terästen mekaanisia ominaisuuksia palon aikana ja jäähtymisen jälkeen. Kokeellisen tutkimuksen lujuuden jäännösarvot olivat hyvin lähellä Qiang et al. (2012) saamia tuloksia. Palovaiheen tulosten perusteella puolestaan lujuuden heikkeneminen voidaan Chiew et al. mukaan jakaa kolmeen vaiheeseen (2014, s. 15):

- 400 °C:seen mennessä lujuus heikkenee alle 15 %
- 400 – 600 °C:n välillä lujuus heikkenee jyrkästi, ja 600 °C:ssa alle 15 % nimellisestä lujuudesta on jäljellä
- yli 600 °C:ssa lujuudet ovat liian pieniä kantaakseen kuormituksia.

Tuloksista huomataan, että korkealujuusterästen lujuus palautuu jäähtymisen aikana yllättävänkin korkealle tasolle, vaikka niiden lujuus palon aikana olisikin ollut lähes olematon. On kuitenkin huomioitava, että vaikka yli 600 °C:ssa käynyt rakenne olisikin selvinnyt palosta murtumatta, tekevät syntyneet muodonmuutokset rakenteesta mahdollisesti korjauskelvottoman. Qiang et al. (2012) tutkimuksen perusteella voidaan osoittaa myös, että korkean lämpötilan saavuttaneesta palosta jäähtyneet teräsrakenteet menettävät lujuudestaan sitä suuremman osan, mitä korkeampi näiden alkulujuus on ollut.

Kirjallisuustutkimuksessaan Maraveas ja Fasoulakis (2014) muodostivat kaavat kuumavalssattujen korkealujuusterästen jäännöslujuuksien arvioimiseksi. Kaavoista muodostuvat kuvaajat on esitetty kuvassa 2.



**Kuva 2.** Kuumavalssattujen korkealujuusterästen jäännöslujuudet terästen jäähtyttyä esitetyistä palon aikaisista maksimilämpötiloista (Maraveas & Fasoulakis 2014, s. 5).

Maraveas ja Fasoulakis (2014) mukaan korkealujuusterästen myötö- ja murtolujuudet palaavat jäähtyttyään täysin alkuperäiselle tasolle, kun palon lämpötila on käynyt korkeintaan 600 °C:ssa. Tätä korkeammissa lämpötiloissa arvot laskevat lineaarisesti, kunnes 800 °C:sta eteenpäin myötölujuus on 74,8 % ja murtolujuus 78,2 % alkuperäisestä. Tutkimuksessa käsiteltiin myös lämpökäsiteltyjä ja kylmämuokattuja teräksiä, joille havaittiin huomattavasti suurempia lujuushäviöitä. Tutkimuksen perusteella 900 °C:sta jäähtyneiden

terästen myötölujuus oli enää 37,1 % ja murtolujuus 59,2 % alkuperäisistä arvoista. (Maraveas & Fasoulakis 2014, s. 5–6.)

Vertaamalla kuvaa 2 taulukon 4 tuloksiin huomataan S460:n jäännösarvojen ylittävän ehdotetut kaavojen arvot 600 °C:een jälkeen. Sen sijaan lujuusluokan S690 teräksille määritetyt jäännöslujuudet jäävät merkittävästi kaavoilla määritettyjen ja kuvassa 2 esitettyjen arvojen alapuolelle. Molemmilla teräksillä on havaittavissa kuvaajan mukainen tasainen osuus 600 °C:seen, mutta vain S460:lla havaitaan arvojen tasaisuus 800 °C:een jälkeen. Ehdotetut kaavat antavat suuntaa jäännöslujuuden kehitykselle, mutta vaikuttaisivat vertailun perusteella soveltuvan paremmin korkealujuusteräksille, joiden lujuusluokka sijoittuu S460:n ja S690:n välille.

### **3.1.4 Ruostumaton teräs**

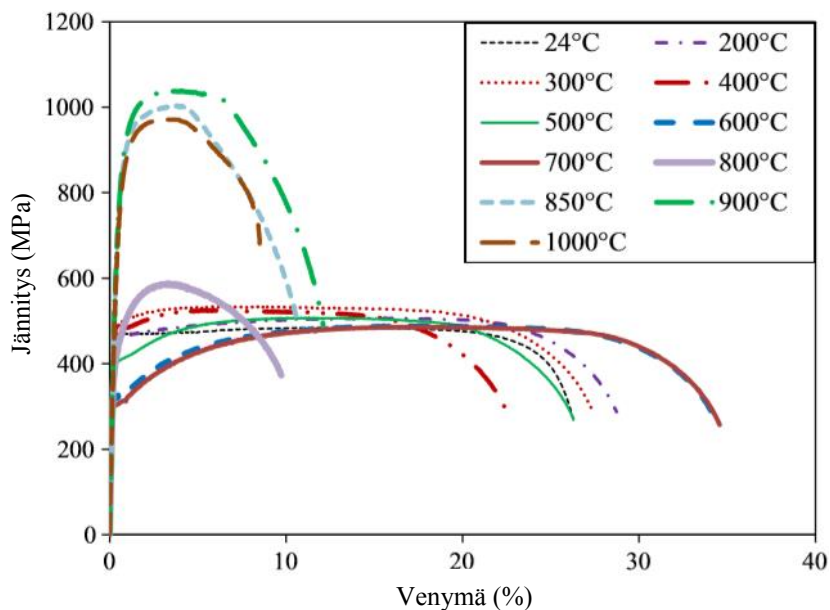
Ruostumattomalla teräksellä on huomattavasti korkeampi korroosion vastustuskyky verrattuna tavalliseen hiiliteräkseen, minkä mahdollistaa korkea kromipitoisuus. Ruostumattoman teräksen käyttö on rakennusalaalla kasvussa sen pitkän käyttöiän, helpon huollettavuuden, sekä miellyttävän ulkonäön takia. Se on kuitenkin hinnakas materiaali, jota käytetään esimerkiksi merkittävässä siltarakenteissa. (Huang & Young 2017, s. 654.)

Huang ja Young tarkastelivat 2017 julkaistussa kokeellisessa tutkimuksessaan ferriittisen ruostumattoman teräksen mekaanisia ja mikrorakenteellisia ominaisuuksia jäähtymisvaiheen jälkeen. Ferriittistä ruostumatonta terästä käytetään kokeessa sen haluttujen ominaisuuksien sekä muihin ruostumattomiin teräksiin verrattavan edullisuutensa vuoksi. Kylmämuokattuja koekappaleita kuumennettiin eri lämpötiloihin 1 000 °C:seen asti. Kappaleita pidettiin määritetyissä lämpötiloissa noin 20 minuuttia ennen jäähdytystä. Jäähdytystä huoneenlämpöön kappaleille suoritettiin vetolujuustestit, joista yhden testiryhmän tulokset on esitetty taulukossa 5 ja kuvassa 3. (Huang & Young 2017, s. 654, 656–658.)

**Taulukko 5.** Ferriittisen ruostumattoman teräksen lujuudet jäähtymisen jälkeen (Huang & Young 2017, s. 656).

Lämpötila (°C) *	Myötölujuus (MPa)	Myötölujuuden osuus alkuperäisestä (%)	Murtolujuus (MPa)
24	460,8	100,0	483,9
200	452,9	98,3	506,3
300	486,8	105,6	533,5
400	470,9	102,2	525,4
500	402,1	87,3	507,4
600	322,1	69,9	488,3
700	302,8	65,7	486,5
800	423	91,8	586,9
850	767,7	166,6	1003,3
900	773,8	167,9	1038,4
1000	726,8	157,7	970,4

\* Maksimilämpötila, jossa koekappale on käynyt.



**Kuva 3.** Ferriittisen ruostumattoman teräksen jännitysvenymäkäyrät koekappaleiden jäähtyttyä esitetyistä maksimilämpötiloista (Huang & Young 2017, s. 659).

Tuloksista ja jännitysvenymäkäyrästä huomataan, että jäähtyneiden terästen käyttäytymisen voidaan jaotella kolmeen ryhmään, joista ensimmäisen muodostavat huoneenlämmöstä 400 °C:ssa käytetyt teräkset. Näiden jäännöslujuudet pysyvät alkuperäisessä suuruusluokassa, jopa hieman nousevat, ja jännitysvenymäkäyrät säilyttävät saman muodon. Toisessa ryhmässä 500 – 700 °C:sta jäähtyneiden kappaleiden murtolujuus ei juuri muutu, mutta myötölujuus laskee merkittävästi. Elastisuusraja siis laskee ja tuloksista on myös nähtävissä murtovenymän kasvu. Kolmannessa ryhmässä huomataan suurin muutos, kun



yli 800 °C:sta jäähtyneiden terästen jäännöslujuus kasvaa valtavasti jopa kaksinkertaisen joissain lämpötiloissa. Samalla murtoon johtavassa venymässä tapahtuu suuri lasku.

Huang ja Young huomioivat samat ilmiöt tutkimuksessaan ja ilmoittavat suuren lujuuden kasvun johtuvan martensiitin kehittymisestä teräksessä jäähtymisvaiheessa. Ferriitin jäähtyessä 850 – 1000 °C:sta pyöreät ferriittirakeet muuttuvat martensiitiksi, joka on kova mutta hauras aine (Huang & Young 2017, s. 661–662). Tästä syystä lujuus siis kasvaa, mutta kappaleet eivät kestä enää niin suuria venymiä kuin alkuperäinen materiaali. Tämä on hyvä tietää, sillä havaintojen perusteella palosta murtumatta selvinneillä ferriittisillä ruostumattomilla teräksillä voidaan olettaa olevan hyvät lujuusominaisuudet. Muodonmuutosominaisuudet eivät kuitenkaan välttämättä enää tällöin täytä vaatimuksia, mikä estäisi terästen hyödyntämisen palon jälkeisissä korjauksissa.

## 3.2 Betoni

Betoni on rakennusosalalla käytetyn materiaalin tilavuuteen perustuen eniten käytetty rakennusmateriaali. Kovettunut betoni koostuu useasta materiaalikomponentista – sen valmistamiseen tarvitaan sementtiä, vettä ja runkoainesta, sekä mahdollisesti seos- ja lisäaineita. Betoni kestää hyvin puristusta, mutta sen vetolujuus on kohtalaisen pieni.

Betonirakenteista kuten laatoista, palkeista ja pilareista puhuttaessa voidaan lähes aina olettaa näiden sisältävän myös raudoituksia. Terästangot jäykistävät rakennetta ja ottavat betonilta vastaan veto- ja puristusvoimia. Täten palotilanteessa betonin ja sen raudoituksen välinen käyttäytyminen vaikuttaa oleellisesti koko rakenteen kantavuuteen. Edellisessä luvussa käsiteltiin pelkkien terästen käyttäytymistä palossa ja jäähtymisen jälkeen, kun puolestaan tässä luvussa keskitytään betonin palokäyttäytymiseen ja betonissa tapahtuviin ilmiöihin. Kumpakin tarkastellaan nimenomaan lujuuden näkökulmasta. Toisin kuin luvussa 3.1, tässä luvussa käsitellään laajemmin myös lujuuden heikkenemiseen vaikuttavia tekijöitä rasisuskokeiden tulosten lisäksi.

### 3.2.1 Teräsbetoni

Betoni on palamaton materiaali, joka on teräkseen verrattuna hyvin epähomogeenistä ja hitaasti lämpenevää. Lämmönvastustuskykyä käytetäänkin betonirakenteissa hyödyksi suojaamaan raudoitteita palon aikana kuumenemiselta mahdollisimman pitkään. Tällöin valitaan suojabetonille tietty paksuus, joka antaa raudoitteille eristävän suojan siihen asti, että lämpö leviää syvemmälle rakenteeseen. Yleisen mielipiteen mukaan raudoitteet tulisi suojata altistumiselta yli 300 °C:een lämpötiloille. (Fletcher et al. 2007, s. 37–38, 43.) Betonin käyttäytyminen palossa ei kuitenkaan aina ole niin yksiselitteistä, vaan betonin halkeilu ja muut myöhemmin selitettävät ilmiöt saattavat altistaa raudoitteet lämmölle jo palon varhaisemmissa vaiheissa.

Teräsbetonirakenteet voivat menettää lujuuteensa ja sortua palossa monella eri tavalla. Esimerkiksi kuormitetussa laatasta kuumentuneet teräkset voivat menettää lujuutensa, minkä seurauksena on laatan taipuma tai vetolujuuden pettäminen. Toiseksi raudoitteiden ja ympäröivän betonin välinen palossa heikentynyt tartunta voi pettää aiheuttaen betonin vetolujuusmurtuman. Kolmanneksi voi tapahtua puristuslujuusmurto puristusvyöhykkeellä, mikä liittyy betonin lämpötilariippuvaan puristuslujuuden häviöön kyseisellä alueella. (Fletcher et al. 2007 mukaan, s. 40.)

Kuten aiemmassa luvussa huomattiin, teräksen lujuus saattaa palautua lähes ennalleen jäähdyttyään matalammista palolämpötiloista. Betonilla tilanne on kuitenkin erilainen. Syntyvät fyysiset ja kemialliset muutokset kuten halkeilu ja yhdisteiden hajoaminen sementissä ovat pysyviä, eivätkä aina edes ole helposti havaittavissa (Fletcher et al. 2007 mukaan, s. 39). Ainoastaan alle 300 °C:ssa käyneen betonin lujuutta saadaan palautettua kastelemalla vaurioitunutta rakennetta ja täten palauttaen sen alkuperäisen nestemäärän (Cree et al. 2013, s. 209). Seuraavissa alaluvuissa onkin siis syytä tarkastella betonin omia jäännöslujuuksia ja niihin vaikuttavia tekijöitä.

### 3.2.2 Betonin käyttäytyminen yleisesti

Luvussa 3.2.1 mainittiin, että betoni on hyvin epähomogeenistä ainesta, jolla on alhainen lämmönjohtavuus. Tämän seurauksena betonirakenteen ytimen lämpeneminen pintarakenteen lämpötilan tasolle saattaa kestää pitkän ajan. Vaikka betonin puristuslujuus lähtee nopeasti heikkenemään kriittisen lämpötilan jälkeen kuten teräsrakenteiden lujuus, ei rakenteellinen tehokkuus ole kadonnut ennen kuin valtaosa rakenteesta saavuttaa saman lämpötilan. (Fletcher et al. 2007, s. 38.) Tässä kirjallisuustutkimuksessa käytetään välillä termiä ”normaalilujuusbetoni”, jolla tarkoitetaan tavallista betonia, jonka puristuslujuus on alle 60 MPa.

Ennen kuin lähdetään käsittelemään tarkemmin betonin lujuuden heikkenemiseen vaikuttavaa halkeilua ja lohkeilua sekä kokeellisia tutkimuksia, on tärkeää ymmärtää betonin sisäisiä fyysisiä ja kemiallisia reaktioita korkeissa lämpötiloissa. Fletcher et al. (2007) sekä Cree et al. (2013) esittävät katselmuksissaan mukaan lukien merkittävimpiä betonin lujuuteen palotilanteessa vaikuttavia reaktioita. Jotkin näistä muutoksista ovat jäähtymisen jälkeen palautettavissa ennalleen, mutta monet pysyvät muutokset saattavat merkittävästi heikentää betonirakennetta (Fletcher et al. 2007, s. 38).

Jo palon alkuvaiheista alkaen betonin lujuuteen alkaa vaikuttaa sen sisältämä vesi. Betoni on huokoinen materiaali, joka useimmiten sisältää jonkin verran nestemäistä vettä. Tämä alkaa höyrystymään ympäröivän rakenteen lämpötilan ylittäessä 100 °C, mikä aiheuttaa paineen kasvun huokosissa. Paineen vaikutuksesta veden kiehumislämpötila saattaa jopa nousta noin 140 °C:seen. Lisäksi esimerkiksi 400 °C:ssa sementin kalsiumhydroksidin sitoma vesi alkaa höyrystymään tuottaen lisää vesihöyryä huokostilaan ja aiheuttaen ke-

miallisen muutoksen takia lujuuden heikkenemisen. Huokostilan paine, betonin kuivuminen ja kiviaineksen epätasainen lämpölaajeneminen aiheuttavat kukin betonissa halkeilua sekä lohkeilua. (Fletcher et al. 2007 mukaan, s. 38–39, 42.) Näistä ilmiöistä lohkeilua käsitellään tarkemmin korkealujuusbetonia käsittelevässä luvussa 3.2.3.

Myös käytettävällä sementillä sekä betonin tilavuudesta noin 60 – 75 % muodostavan runkoaineksen tyypillä on suuri merkitys lujuuteen etenkin korkeissa lämpötiloissa. Eri kiviainekset lämpölaajenevat eri tavoin ja niiden kemiallinen koostumus vaikuttaa kemiallisiin muutosreaktioihin. Lisäksi esimerkiksi lämpötilan intensiteetti ja lämmitysnopeus sekä runkoaineksen huokoisuus vaikuttavat sementin ja kiviaineksen käyttäytymiseen. (Cree et al. 2013 mukaan, s. 210.) Esimerkiksi kriittinen lämpötila kalkkikivirunkoainekselle on noin 800 °C, jolloin se alkaa kemiallisesti hajoamaan. Kvartsipohjainen runkoaines puolestaan laajenee mineraalisen muutoksen seurauksena noin 575 °C:ssa. (Fletcher et al. 2007 mukaan, s. 39.) Nämä ilmiöt heikentävät betonin lujuutta merkittävästi. Tavallisimmat lämpötilan aiheuttamat muutokset luonnollisissa yleisissä runkoaineksissa on esitetty taulukossa 6. Muutokset puhtaassa portlandsementissä, jota käytetään muiden sementtiseosten pohjana, on puolestaan esitetty taulukossa 7. Kummassakin taulukossa havaitaan vaurioitumisrajat useille betonin muodostaville ainesosille, minkä perusteella pystyttäisiin hieman arvioimaan palolle altistuneen betonin vaurioitumisastetta tai palon aikaista lämpötilaa jo palopaikalla.

**Taulukko 6.** Muutokset runkoaineksissa lämpötilan noustessa (Cree et al. 2013 mukaan, s. 210).

Lämpötila	Runkoainekseen liittyvät muutokset
< 100 °C	Vapaa vesi haihtuu runkoaineksessa.
300-500 °C	Yleiset runkoainekset pysyvät vakaina.
570 °C	Kvartsin tilavuus laajenee noin 5,7 %.
600-800 °C	Karbonaattirunkoaines kokee käänteisen karbonoitumisreaktion.
800-1200 °C	Karbonaattirunkoaines hajoaa täysin.
600-900 °C	Kalkkikivi hajoaa.
1100-1200 °C	Betoni sulaa.

**Taulukko 7.** Muutokset puhtaassa portlandsementtipastassa lämpötilan noustessa (Cree et al. 2013 mukaan, s. 210).

Lämpötila	Portlandsementtiin liittyvät muutokset
70-90 °C	Ettringiitti kuivuu ja hajoaa.
90-491 °C	Portlandsementtipasta laajenee 93 °C:seen asti ja supistuu 491 °C:seen asti.
100-110 °C	Höyrystyvä vesi poistuu, huokoisuus ja mikrohalkeilu lisääntyy.
120 °C	Sementtipastan ja kalsiumsilikaattihydraattigeelin (CSH) höyrystyvä vesi poistuu kokonaan betonista.
110-170 °C	Kipsi hajoaa.
100-300 °C	Höyrystymätön vesi poistuu.
200-700 °C	CSH-geeli kuivuu ja hajoaa täysin.
350-550	Kalsiumhydraatti hajoaa kalkiksi ja vedeksi.
Jäähtyminen 20 °C:seen	Betoni heikkenee ja sen tilavuus kasvaa mikro- ja makrohalkeilun seurauksena.

Chan et al. (1999) selvittivät kokeellisessa tutkimuksessaan normaali- ja korkealujuusbetonin palon jälkeistä puristuslujuutta, huokoisuutta ja halkaisulujuutta (verrattavissa vetolujuuteen). Tutkimuksessa tavallisella portlandsementillä ja graniittirunkoaineksella valmistetut 100 mm betonikuutiot laitettiin vesiupotukseen vuorokauden ikäisinä ja siirrettiin 28 päivän ikäisinä huoneeseen, jonka lämpötila ja ilmankosteus pidettiin 20 °C:ssa ja 75 %:ssa. Viimein 90 päivän ikäisinä koekuutiot lämmitettiin sähköuunissa maksimilämpötiloihin 400, 600, 800, 1 000 ja 1 200 °C, joissa kappaleita pidettiin tunnin ajan. Tämän jälkeen kappaleiden annettiin jäähtyä itsestään huoneenlämmössä, minkä jälkeen suoritettiin puristus- ja halkaisulujuuskokeet betonikappaleiden jäännöslujuuksien selvittämiseksi. Tässä alaluvussa käsiteltävien normaalilujuuskappaleiden vesi-sementtisuhte oli 0,6 ja puristuslujuus 90 päivän iässä 47 MPa. (Chan et al. 1999, s. 24.)

Kuten luvussa 3.2.1 todettiin, yli 300 °C:ssa lujuushäviöiden koetaan olevan betonille pysyviä halkeilun ja kemiallisten muutosten takia. Tämän perusteella voitaisiin olettaa puristuslujuuden olevan jopa heikompi jäähtyneellä betonilla verrattuna betoniin esimerkiksi 600 °C:ssa. Tämä oletus perustuu betonin halkeiluun tämän vielä jäähtyessä, kun kiviaines ja sementti supistuvat lämpölaajenemisen jälkeen. Jäähtyneiden koekappaleiden testaaminen on täten perusteltua, koska ne havainnollistavat betonia tämän ollessa heikoimmillaan.

Chan et al. (1999) tutkimuksen perusteella puristuslujuushäviöt pystyttiin jakamaan kolmeen eri tavoin käyttäytyvään lämpötilojen vaihteluväliin. 20 – 400 °C:ssa alkuperäinen lujuus heikkeni vain vähän, korkeintaan 15 % testatulla normaalilujuusbetonilla. Vakava puristuslujuuden heikkeneminen tapahtui pääosin välillä 400 – 800 °C kalsiumsilikaattihydraattigeelin kuivumisen takia. 800 °C:ssa alle 20 % betonin puristuslujuudesta oli enää jäljellä verrattuna paloa edeltäneeseen tilanteeseen. Graniitti on kuitenkin termisesti epävakaaampi runkoaines verrattuna esimerkiksi karbonaatteihin, joita käyttämällä jäännöslujuus saattaisi olla korkeampi tällä lämpötilojen vaihteluvälillä. Tällä välillä on lisäksi

huomattavissa merkittävää lujuutta heikentävää huokosten laajenemista betonin sisäisten fyysisten ja kemiallisten reaktioiden seurauksena. Viimein välillä 800 – 1 200 °C vain 9 – 20 % puristuslujuudesta oli jäljellä, jolloin betonin voi luokitella täysin vaurioituneeksi. Sementin ja kiviaineksen välisen sintrausreaktion seurauksena lujuus nousi hyvin vähän 1 200 °C:ssa. (Chan et al. 1999, s. 24–26.)

Koekappaleiden halkaisulujuus (vetolujuus) käyttäytyi hyvin eri tavalla verrattuna asteittain vähenevään puristuslujuuteen. Halkaisuun tarvittava voima vähenee hyvin nopeasti ja 600 °C:ssa käytetty kappale halkesi noin 25 %:lla alun perin vaadittavasta voimasta. Tämä johtuu mukaan lukien betonin sisältämien aineiden termisen epäsopivuuden aiheuttamasta mikro- ja makrohalkeilusta, joille vetolujuus on puristuslujuutta huomattavasti herkempi (Chan et al. 1999 mukaan, s. 25).

Cree et al. (2013) mainitsevat myös tavanomaisen betonin lujuuden heikkenemisen prosenttiarvoja ensimmäisellä lämpötilojen vaihteluvälillä. Heidän mukaansa puristuslujuuden varhainen heikkeneminen alkaa kunnolla 200 – 250 °C:een välillä, ja 300 °C:ssa lujuus on heikentynyt jo 15 – 40 %. Tästä lämpötilasta jäähtyneen kappaleen lujuus saadaan tosin vielä palautettua nesteyttämällä betoni uudelleen. (Cree et al. 2013 mukaan, s. 209.) Tämä lujuuden heikkeneminen on suurempi kuin Chan et al. (1999) tutkimus antaa ilmi, mikä tosin on mahdollista betonimassojen eroista riippuen. Molemmat tutkimukset antavat kuitenkin selkeän käsityksen betonin jäännöslujuuksien käyttäytymiseen.

### 3.2.3 Korkealujuusbetoni

Korkealujuusbetoni on betonia, jonka puristuslujuus on suurempi kuin 60 MPa. Tavallista betonia korkeampaa lujuutta hyödynnetään etenkin vaativammissa betonirakenteissa, ja korkealujuusbetonin käyttö on ollut jo pitkään kasvussa. Korkealujuusbetonia saadaan aikaan esimerkiksi tekemällä betonista tiiviimpää sekoittamalla sementtiin hienoja seosaineita kuten silikaa (Hertz 2003, s. 104), ja pienentämällä betonimassan vesi-sementti-suhdetta.

Palolle altistuvalla betonilla on tyypillistä sen pintarakenteen lohkeilu, mikä on selkeästi havaittavissa suuremmassa mittakaavassa korkealujuusbetonissa. Lohkeilu on monimutkainen ja vaikeasti ennustettava ilmiö, jossa betonin pintakerrokset tai sen osat irtoavat rakenteesta lämpötilan kasvun seurauksena. Ilmiötä ei koeta poikkeuksellisen ongelmalliseksi normaalilujuusbetonille, jonka vesipitoisuus on alle kolme painoprosenttia. Sen sijaan korkealujuusbetoni on lohkeilulle altis johtuen sen tiiveydestä, sekä alhaisesta läpäisevyydestä ja huokoisuudesta. (Lennon 2004, s. 5–6.) Voimakas pintakerrosten lohkeilu altistaa betonirakenteen sisäosat korkealle lämpötilalle jo varhaisessa palon vaiheessa, jolloin kokonaiset poikkileikkaukset saattavat tuhoutua tai rakenteen kantavuus muuten heikentyä. (Hertz 2003, s. 105.) Lohkeileva pintakerros saattaa altistaa myös betonirakenteen raudoitukset palolle. Vaikka lohkeilua ei olosuhteiden ollessa sopivat aina

tapahdukaan, on ilmiön tiedostaminen merkittävä osa korkealujuusbetonin jäännöslu-  
juuskäyttäytymisen ymmärtämistä.

Lohkeiluun vaikuttavia syitä on lukuisia kuten termiset jännitykset ja puristusjännitykset, mutta suurin syy on vapaa vesi sekä kosteus betonissa. Tavallinen betoni ei lohkeile kui-  
vana ja vaikka monet muut syyt vaikuttavatkin lohkeilun laajuuteen, eivät nämä pysty  
keskenään aiheuttamaan lohkeilua ilman kosteutta. Korkealujuusbetonille ei erikseen  
mainita lohkeilun edellyttämää vesimäärää, mutta puristuslujuudeltaan 40 MPa oleva be-  
toni lohkeilee veden osuuden ollessa betonissa yli kolme painoprosenttia ja 20 MPa be-  
toni yli neljällä painoprosentilla. (Hertz 2003 mukaan, s. 108.) Tästä voidaan olettaa kor-  
kealujuusbetonin lohkeilevan veden osuuden betonissa ollessa jo noin kaksi painopro-  
senttia.

Kyseinen ilmiö saa alkunsa vapaan veden höyrystyessä betonin pintavyöhykkeellä, minkä  
takia pinnaltaan noin 20 – 30 mm syvyyteen kuivatettu betoni ei lohkeilekaan. Osa vesi-  
höyrystä poistuu rakenteen pinnan kautta, mutta osa tunkeutuu syvemmälle poikkileik-  
kauksen viileämpiin osiin. Siellä höyry jäähtyy ja tiivistyy, kunnes lopulta märkä vyö-  
hyke höyrystymisrintaman reunalla johtaa paineen vaikutuksesta höyryräjähdykseen. Li-  
säksi suljetuissa huokosissa oleva höyrystyvä vesi saattaa aloittaa rakenteen lohkeilun  
huokosseinämän murtuessa. Näistä seuraavaa räjähdysmäistä lohkeilua havaitaan yleensä  
palon ensimmäisten 20 minuutin aikana. (Hertz 2003 mukaan, s. 105, 107–108.) Kuvassa  
4 on esitetty vakavaa lohkeilua kamanarakenteen alapinnassa palotestauksen jälkeen.  
Raudoitteiden suojabetoni on lähes täysin lohkeillut irti heikentäen rakenteen kantavuutta  
merkittävästi.



**Kuva 4.** Palokokeessa lohkeillut kamanarakenne (Lennon 2004, s. 7).

Chan et al. (1999) selvittivät kokeellisessa tutkimuksessaan kahden eri korkealujuusbetonin palon jälkeisiä jäännöslujuuksia. Ensimmäisen korkealujuusbetonin vesi-sementtisuhte oli 0,35 ja puristuslujuus ennen koetta 90 päivän iässä 84 MPa. Toisen korkealujuusbetonin vesi-sementtisuhte oli 0,28 ja puristuslujuus 118 MPa. (Chan et al. 1999, s. 24.) Tutkimuksen järjestelyistä ja normaalilujuusbetonin tuloksista on kerrottu tarkemmin luvussa 3.2.2.

Kuten normaalilujuusbetonille, myös korkealujuusbetonille havaittiin samat kolme lämpötilojen vaihteluväliä, joissa lujuushäviöt käyttäytyvät eri tavoin: 20 – 400 °C, 400 – 800 °C ja 800 – 1 200 °C. Ensimmäiseltä väliltä jäähtyneet korkealujuuskappaleet olivat menettäneet korkeintaan 10 % alkuperäisestä puristuslujuudestaan, kun taas toisella välillä lujuushäviöt kasvoivat huomattavasti. 800 °C:ssa puristuslujuudesta oli jäljellä enää noin 25 %. Tähän lämpötilaan asti korkealujuusbetoni oli siis säilyttänyt suuremman osuuden puristuslujuudestaan kuin normaalilujuusbetoni. Toisella lämpötilavälillä suurimpien lujuushäviöiden arvioitiin kuitenkin tavallisen betonin tavoin aiheutuvan sementtigeelin kuivumisesta ja sisäisestä halkeilusta. Osassa koekappaleissa havaittiin lohkeilua 400 – 500 °C:ssa, mutta sen vaikutusta puristuslujuuteen ei arvioitu kyseisessä tutkimuksessa. Lopuksi 800 °C:ta korkeammissa lämpötiloissa korkealujuusbetoni oli vaurioitunut lähes yhtä paljon kuin normaalilujuusbetoni eli puristuslujuudesta oli jäljellä vain noin 9 – 20 %. Pieni sintraantumisreaktion aiheuttama lujuuden kasvu huomattiin kuitenkin korkealujuusbetonillakin 1 200 °C:ssa. (Chan et al. 1999, s. 24–25.)

Korkealujuusbetonin halkaisulujuus oli normaalilujuusbetonin tavoin heikentynyt rajusti mikro- ja makrohalkeilun takia. Tämä lujuus oli 600 °C:ssa vain noin 25 %. Muutos 600 °C:sta jäähtyneiden korkealujuuskappaleiden huokoisuudessa oli puolestaan huomattava. Korkealujuusbetonin huokostilavuus oli noin 4,26-kertaistunut verrattuna normaalilujuusbetonin huokostilavuuden kertaistumisarvoon 2,82. Tämän kemiallisista muutoksista kuten sementtigeelin kuivumisesta johtuvan ilmiön uskotaan olevan yksi merkittävimmistä syistä betonin lujuuden heikkenemiseen alle 600 °C:ssa. Vaikka korkealujuusbetoni menettääkin pienemmän osuuden mekaanisesta lujuudestaan verrattuna tavalliseen betoniin, heikkenee sen läpäisevyyteen liittyvä palonkesto enemmän. (Chan et al. 1999, s. 24–27.) Kokeessa käytettyjen kahden eri korkealujuusbetonin kesken ei havaittu mitään suuria eroja.

## 4. PALOVAURIOIDEN HAVAINNOINTI JA TUTKIMINEN

### 4.1 Palopaikan ensihavainnointi

Tulipalon jälkeen on tärkeää päästä havainnoimaan palopaikan tilannetta mahdollisimman pian palon jälkeen. Aistienvaraisilla ensihavainnoilla tehdään tärkeitä päätöksiä, kuten vaatiiko lyhyen aikavälin turvallisuus palopaikalla rakenteiden väliaikaista tuentaa ja ovatko purkutyöt tarpeellisia. Samalla voidaan havainnoida esimerkiksi tulipalon lämpötiloista ja kestosta ilmaisevia asioita ennen tarkempia tutkimuksia. Ensihavainnot on hyvä tehdä ennen palopaikan raivausta ja siivousta, kun esimerkiksi noki ja rakenteista irronnut jäte ovat vielä havainnoitavissa. Vaurioituneiden rakenteiden arviointi tässä vaiheessa on hyvin paljon kokemukseen perustuva taito, joten ammattilaisen mielipide on erittäin tärkeä. Ensihavainnoilla voidaan jättää tarkempien tutkimusten ulkopuolelle sellaisia vaurioituneita rakenteita, jotka tullaan ehdottomasti uusimaan joka tapauksessa. Näin vältetään turhilta tutkimuksilta. (Mäki et al. 2017, s. 92; Purkiss & Li 2017, s. 351.)

Mahdollisuuksien salliessa tutkijan ja korjaussuunnittelijan tulisi perehtyä rakennuksen alkuperäisiin rakennepiirustuksiin. Tällöin saadaan käsitys kuormitusten jakautumisesta ja tunnistetaan tärkeimmät kantavat rakenteet, sekä saadaan selville liitosten toteutus ja mahdolliset jännitetyt rakenteet. Rakennepiirustustietojen ja ensihavaintojen perusteella voidaan suunnitella, mitä rakenteita joudutaan tutkimaan tarkemmin näiden kunnon selvittämiseksi. (Mäki et al. 2017, s. 92; Purkiss & Li 2017, s. 351.)

Tulipalon jälkeisissä ensitarkastuksissa tulee käydä visuaalisesti läpi kantavien rakenteiden liialliset muodonmuutokset, siirtymät ja halkeilu, sekä liitosten yhtenäisyys. Rakennepiirustuksia voidaan käyttää tässä hyväksi poikkeamien tunnistamiseksi. Jos tulipalo on vaikuttanut vain osaan rakennetta, tulisi tarkastelu yltää myös rakenteen sellaiseen osaan, joka ei ole suoraan palossa vaurioitunut. On mahdollista, että huomattavaa voimien uudelleenjakautumista tapahtuu rakenteen tällaisissa osissa, jolloin esimerkiksi momentit ylittävät suunnitteluarvot. (Purkiss & Li 2017, s. 351–352.) Stabiliateettihavaintojen pohjalta rakenteiden väliaikainen tuenta saattaa osoittautua merkittäväksi turvallisuuden ja korjausmahdollisuuksien kannalta.

Ensihavaintoja tehdessä arvioidaan visuaalisesti myös tulipalon vakavuus, mikä antaa suuntaa vahinkojen laajuudelle. Purkiss ja Li (2017) esittävät tähän neljä metodia, mutta toteavat ettei mikään näistä ole täysin luotettava. Ensimmäisessä metodissa tulipalon vakavuus arvioidaan ottaen huomioon esimerkiksi tulen sammutukseen kulunut aika, sekä sammutukseen käytetty kalusto ja vaivannäkö. Toisessa metodissa arvioidaan palon saavuttama lämpötila tutkimalla palojetiteitä, minkä takia onkin tärkeää, ettei palopaikkaa



raivata ennen ensihavainnointia. Rakennusmateriaaleilla on tietyt sulamis- ja pehmenislämpötilat, jotka tietämällä arvioidaan jätteiden olotilaa ja palon aikaista lämpötilaa. Tätä metodia käsitellään tarkemmin luvussa 4.3. Kolmannessa menetelmässä tutkitaan puurakenteita, jotka ovat altistuneet tulelle palon syttymishetkestä asti. Puun hiiltymissyvyydestä kyetään arvioimaan palon vakavuutta. Viimeisessä metodissa lasketaan tulipalon vakavuus arvioimalla palotilan koko, palokuorma ja tilassa olevat aukot. (Purkiss & Li 2017, s. 352–353.)

## 4.2 Betonirakenteiden havainnointi ja tutkiminen

Betonirakenteita tutkitaan tulipalon jälkeen ensin aistinvaraisesti. Tärkeimmät tällä tavoin havainnoitavat asiat ovat betonin värinmuutokset, halkeilu, sekä pintavauriot kuten lohkeilu. Jotkin runkoaineena käytettävät kivilajit muuttavat väriään saavuttaessaan tietyn lämpötilan, minkä avulla pystytään arvioimaan palon saavuttamaa lämpötilaa. Värimuutosten luotettavampi tarkastelu on tosin mahdollista vasta silloin, kun betonipinnat on puhdistettu noesta esimerkiksi hiomalla tai hiekka-/soodapuhaltamalla. (Mäki et al. 2017, s. 95; Purkiss & Li 2017, s. 354.) Palonaikainen lämpötila tietämällä saadaan puolestaan arvioitua betonin lujuushäviöitä.

Betonipinnan halkeilu ja säröily ovat lohkeilun lisäksi yleisimpiä visuaalisesti havaittavia vaurioita. Halkeilu raudoitettun betonipalkin vetolujuusvyöhykkeillä ei todennäköisesti aiheuta tuhoisaa haittaa, mutta palkkien tai laattojen puristuslujuusvyöhykkeillä tai pilareissa halkeilu on merkki vakavista rakenteellisista ongelmista. Lohkeilu ja tämän seurauksena paljastuneet raudoitukset ovat myös tärkeä huomioida. Suuri lohkeilun määrä ei kuitenkaan aina tarkoita huomattavaa lujuuden heikkenemistä rakenteessa tai sen raudoituksissa – kylmä sammutusvesi palon lopussa saattaa itse aiheuttaa lohkeilua lämmenneissä betonipinnoissa. Huomioon kannattaakin ottaa lohkeilleet savun nokeamat pinnat, sillä ne ovat todennäköisesti lohjenneet jo palon alkuvaiheissa. (Mäki et al. 2017, s. 95; Purkiss & Li 2017, s. 354.)

Betonipintoja voidaan myös havainnoida aistinvaraisesti koputtelemalla niitä vasaralla ja etsimällä alueita, joissa pinta on pehmentynyt. Vaurioitumisen syvyyttä ja vakavuutta ei kuitenkaan pelkästään aistihavainnoin saada tarkasti selvitettyä. Aistinvaraisten tutkimusten yhteydessä päätetäänkin, mille rakenteille suoritetaan kokeita näiden tarkan jäänneäslujuuden selvittämiseksi. Tällöin rakenteista joko otetaan näytekappaleita tai käytetään rakenteita vaurioittamattomia menetelmiä. (Mäki et al. 2017, s. 95; Purkiss & Li 2017, s. 355.)

Betonirakenteiden vaurioituneista osista otetaan näytekappaleita ja vahingoittumattomilta alueilta vertailukappaleita, joihin näytekappaleita voidaan verrata. Näytteenotto on suunniteltava siten, että rakenteesta saadaan mahdollisimman edustavia ja kokonaisuutta kuvastavia näytteitä. Näytteet ovat halkaisijaltaan tyypillisesti 20 – 100 mm lieriöitä, usein 40 mm, jotka irrotetaan rakenteesta timanttiporaamalla. Näytteitä porattaessa on

huolehdittava, ettei raudoituksia katkota tai niitä tule mukaan näytteeseen. Poraamisen yhteydessä täytyy muutenkin olla huolellinen, sillä väärin tai huolimattomasti otetusta näytteestä voidaan saada virheellinen laboratoriotulos. Lisäksi näytteenoton aikana saadaan betonin kuntoon liittyvää tärkeää tuntumatietoa. (Mäki et al. 2017, s. 95; Purkiss & Li 2017, s. 355.) On kuitenkin aina muistettava, että näytteenotto on rakennetta vaurioitettava tutkimustapa.

Laboratoriossa näytteille suoritetaan tyypillisesti puristus- ja vetolujuuskokeet asianmukaisten standardien mukaisesti. Saadut lieriölujuudet muunnetaan vastaaviksi kuutiolujuuksiksi ja palovaurioituneiden näytteiden tuloksia verrataan vaurioitumattomien alueiden näytteisiin lujuushäviöiden selvittämiseksi. Myös rakennusvaiheen aikaisia koekappalsarjojen tuloksia voidaan hyödyntää betonin alkuperäisen lujuuden selvittämiseksi. Näytelieriöiden värinmuutosten tutkiminen voi puolestaan osoittautua hyödylliseksi, kun arvioidaan jäännöslujuuksia läheisistä rakennneosista, joista näytteenotto ei ole mahdollista. Joskus tutkijat haluavat myös saada tietoa esimerkiksi betonin karbonatisoitumisesta tai kloridipitoisuudesta, joiden avulla saadaan arvioitua raudoitusten korroosioriskiä. Lisäksi tärkeä menetelmä näytteiden tutkimiseen laboratoriossa on ohuthieanalyysi, jossa näytteestä valmistetusta ohuthieestä saadaan tutkittua betonin sisäistä vaurioitumista. (Mäki et al. 2017, s. 95–96; Purkiss & Li 2017, s. 355.)

Betonirakenteita pystytään myös testaamaan palopaikalla tai laboratoriossa menetelmillä, jotka eivät vaurioita rakennetta samoin kuin näytteiden poraus. Näitä rakenteita vaurioittamattomia metodeja on lukuisia, mutta jokaisessa menetelmässä on kuitenkin omat haittansa tai vajavuutensa. (Purkiss & Li 2017, s. 355.) Tässä kirjallisuustutkimuksessa ei ole tarkoitus luetella kaikkia menetelmiä tai kertoa näistä tarkasti, mutta seuraavassa kappaleessa esitetään lyhyesti muutama mahdollisuus.

Ultraäänipulssinnopeusmittauksessa (engl. ultrasonic pulse velocity) mitataan aikaa, joka lähetetyllä signaalilla kestää kulkea rakenteen läpi suoraan tai heijastettuna. Lähetin ja vastaanottaja asennetaan vastakkain rakenteen eri puolille, eikä rakenne saa olla yli 200 mm paksu. Kimmovasaramenetelmällä (engl. Schmidt hammer) mitataan vain betonin pintarakenteen ominaisuuksia. Petrografisella analyysillä puolestaan tutkitaan ohuista ydinnäytteistä betonin tiheyttä, halkeilua ja isotropiaa. Lisäksi porausvastuskokeessa tarkkaillaan porausvastusta ja -aikaa. (Purkiss & Li 2017, s. 355–357, 362.) Jokaisella menetelmällä arvioidaan omalla tavallaan betonin lujuutta, mutta laboratoriossa suoritettut lujuuskokeet koetaan luotettavammiksi.

### **4.3 Teräsrakenteiden havainnointi ja tutkiminen**

Teräksen pinnassa ei tulipalon jäljiltä tapahdu ulkonäöllisesti yhtä helposti huomattavia muutoksia kuin esimerkiksi halkeilevassa ja lohkeilevassa betonissa. Teräsrakenteita kuten palkkeja pystytään kuitenkin ensihavainnoinnissa määrittää korjauskelvottomiksi ja

rajata tarkempien tutkimusten ulkopuolelle jo pelkästään merkittävien taipumien ja muodonmuutosten perusteella, vaikka terästen lujuus olisikin jäähtyessään palannut liki entiselleen. Kun säilyneiden teräsrakenteiden lujuutta yritetään määrittää ensin aistinvaraisesti, halutaan saada selville palon aikainen lämpötila. Luvussa 4.1 mainittiin menetelmä, jolla palon aikaista lämpötilaa pystytään arvioimaan ympäröivien rakennusmateriaalien vaurioasteesta ja palojätteestä, sekä muista tulipalon jättämistä merkeistä. Käsitellään tätä menetelmää ennen terästen tarkempia tutkimusmenetelmiä.

Tietämällä erilaisten rakennusmateriaalien pehmenemis- ja sulamispisteet pystytään siis arvioimaan tällaisten materiaalien läheisyydessä sijaitsevien terästen palon aikana saavuttamaa lämpötilaa ja lopullista jäännöslujuutta. Esimerkiksi alumiini sulaa 650 °C:ssa, joten palopaikalla sulanut alumiini kertoo tulipalon lämpötilan ylittäneen kyseisen rajan ainakin siinä palokohdassa. Läheiset teräsrakenteetkin ovat täten oletettavasti ylittäneet saman lämpötilan. On kuitenkin huomioitava, että lämpötila kasvaa tilassa korkeuden mukana, joten sulaneen ja pudonneen materiaalin alkuperäinen sijainti on selvitettävä. (Purkiss & Li 2017, s. 352.) Taulukossa 8 on esitetty joitakin tyypillisiä rakennusmateriaaleja, joiden sulamisasteen perusteella voidaan päätellä tulipalon saavuttamia paikallisia maksimilämpötiloja.

**Taulukko 8.** Rakennusmateriaalien sulamistietoja (Purkiss & Li 2017 mukaan, s. 353).

Lämpötila [°C]	Materiaalin käyttäytyminen
120	Polystyreeni pehmenee tai luhistuu
150	Polyeteeni sulaa
250	Polystyreeni sulaa
200 - 300	Selluloosa tummenee
300 - 350	Lyijyputkisto pehmenee tai sulaa
400	Alumiini pehmenee
650	Alumiini sulaa
700 - 800	Lasi pehmenee
800 - 1000	Messinki sulaa
950	Hopea sulaa
1100	Kupari sulaa
1100 - 1200	Valurauta sulaa

Myös savun ja noen jättämiin jälkiin kannattaa kiinnittää huomiota, sillä ne voivat palaa kokonaan pois palamattomien materiaalien kuten teräksen tai betonin pinnoilta, kun ne ovat suorassa liekkikosketuksessa tai voimakkaassa lämpösäteilyvirrassa. Tällöin tumman palamistuotteiden aiheuttaman alueen keskelle muodostuu puhtaaksi palanut kohta. (Keski-Rahkonen & Mangs 1997, s. 35.) Terästen lämpötilan voidaan tällöin olettaa käyneen korkealla, joten tarkempien kokeiden suorittaminen voi osoittautua tarpeelliseksi, jos teräkset ovat muodonmuutoksiltaan vielä käyttökelpoisia.

Teräs voi myös hapettua tulipalossa, jolloin suojaamaton pinta hapettuu himmeän sini-harmaaksi. Galvanoidun teräksen pinta vaalenee jo pienellä lämmityksellä sinkkipinnoitteen hapettuessa. (Keski-Rahkonen & Mangs 1997, s. 31–32.) Hapettunut pinta ei vielä itse kuitenkaan kerro teräksen saavuttamasta lämpötilasta, mutta galvanoitu teräs muuttaa tietyssä lämpötilassa pintansa väriä sinkin sulaessa.

Teräsrakenteiden visuaalisessa tarkastelussa on pysyvien muodonmuutosten ja lämpötilahavaintojen lisäksi tärkeää määrittää liitosten eheys. On mahdollista, että liitosten pultit ovat murtuneet tai vääntyneet liikaa. (Purkiss & Li 2017, s. 354.) Tällöin vähintään liitoskohta pitäisi korjata, mikäli rakenne muuten hyväksytään jatkokäyttöön.

Kun ensihavainnointi on suoritettu ja halutaan tarkemmin tutkia palovaurioituneiden teräsrakenteiden jäännöslujuuksia, voidaan käyttää kahta eri lähestymistapaa. Ensimmäisessä menetelmässä rakenteesta otetaan näytekappaleita, joille suoritetaan laboratorioissa vetolujuuskokeet. Tämä antaa varmat tulokset, mutta on kuitenkin riskialtis menetelmä rakenteen vaurioitumisen kannalta. Näytteiden irrottamisessa pitääkin olla varovainen ja mahdollisesti asentaa väliaikaiset tuet, jotta rakenne ei vaurioidu enemmän kuin on pakollista. (Purkiss & Li 2017, s. 363.) Huomattava ero erilaisten rakenteiden toiminnan välillä on sillä, leikataanko näyte esimerkiksi HEA-palkin laipasta vai katkotaanko näyte raudoitteesta. Tämä kannattaa ehdottomasti ottaa huomioon näytteiden valintaa ja irrottamista suunniteltaessa.

Toinen menetelmä teräksen jäännöslujuuden selvittämiseen on rakennetta vaurioittamattomat testaukset, joista sopivin on kovuuden tunnistustesti. Kyseisellä testillä mitataan yleensä teräksen Brinell-kovuutta, jonka on huomattu käyttäytyvän lineaarisesti vetolujuuden suhteen. Tätä testiä käytettäessä pitää kuitenkin olla tarkka, koska mittaustuloksia vaaditaan useita, jotta lujuusarvio olisi tilastollisesti luotettava. (Purkiss & Li 2017, s. 363.)

Lisäksi poikkeuksellista tarkkuutta tarvitaan tutkittaessa jänneteräksiä, sillä näiden lujuus ei palaudu jäähtyessä läheskään yhtä paljon kuin tavallisilla raudoitusteräksillä. Jänneteräokset voivat heikentyä palossa myös merkittävästi jo ennen, kuin niitä suojaavassa betonissa ilmenee vaurioita. Koska jännitetyistä rakenteista ei yleensä pystytä irrottamaan näytekappaleita, voi olla kannattavaa arvioida jänneterästen palon aikana saavuttamaa lämpötilaa ja jäännöslujuutta terästä ympäröivän betonin perusteella. (Mäki et al. 2017, s. 96.) Brinell-kovuustestikin saattaa osoittautua hyödylliseksi jänneterästen jäännöslujuuden selvittämisessä.

## 5. YHTEENVETO

### 5.1 Kirjallisuustutkimuksen tulokset

Tässä kirjallisuustutkimuksessa on selvitetty teräs- ja betonirakenteiden tulipalon aikaisia ja jälkeisiä vauriomekanismeja pääasiassa materiaalien lujuusominaisuuksien kannalta. Tutkimuksessa tarkasteltiin erilaisia rakennusteräksiä ja betoneita sekä selvitettiin niiden palonaikaisia lujuuksia eri lämpötiloissa sekä palon jälkeisiä jäännöslujuuksia. Lisäksi tutkimuksessa käytiin läpi lainsäädännössä rakenteiden kantavuudelle palo- ja jäähtymisvaiheissa asetetut vaatimukset sekä selvitettiin syntyneiden palovaurioiden havainnoimisen ja tutkimisen menetelmiä palopaikalla tulipalon jälkeen.

Luvussa 2 käsiteltiin rakenteiden toimintaa tulipalossa pääasiassa lainsäädännön näkökulmasta. Todettiin paloturvallisuuden teknisten vaatimusten täyttyvän, kun rakennus toteuttaa sille vaaditut paloluokat ja lukuarvot tai suunnittelussa ja rakentamisessa on käytetty oletetun palonkehityksen menetelmää. Paloluokka P1:n rakennusten kantavien rakenteiden todettiin pääsääntöisesti kestävän koko palo sortumatta, mikä edellyttää myös jäähtymisvaiheen huomioon ottamista. Lisäksi selvitettiin, että jäähtymisvaiheellakin on suuri merkitys kantaviin rakenteisiin. Jäähtymisen seurauksena tapahtuvat rakenteiden muodonmuutokset voivat synnyttää rakenteisiin merkittäviä rasituksia, jotka vaikuttavat rakenteiden palonjälkeiseen kestävyYTEEN ja kantavuuteen.

Työn seuraavassa vaiheessa käsiteltiin erilaisten terästen ja betonien vaurioitumista palossa, eli materiaalien lujuuden muutoksia eri lämpötiloissa ja jäähtymisvaiheen jälkeisiä jäännöslujuuksia. Tässä osiossa hyödynnettiin lähteinä useita aiempia kokeellisia tutkimuksia ja kirjallisuustutkimuksia. Seuraavissa kappaleissa esitettävät prosenttiluvut on pyöristetty yhden prosentin tarkkuudelle.

Teräslankojen myötölujuuden huomattiin palon aikana lähtevän heikkenemään melkein lineaarisesti 100 °C:een jälkeen. Myötölujuus 600 °C:ssa oli enää vain 15 % alkuperäisestä lujuudesta. Korkeampia lämpötiloja ei kokeiltu, koska teräslankojen oletettiin murtuvan kuormituskokeessa. Teräkselle on kuitenkin tyypillistä lujuuden jonkin suuruinen palautuminen jäähtymisvaiheessa riippuen teräksen palon aikana saavuttamasta lämpötilasta. Palon aikana syntyvät muodonmuutokset ovat kuitenkin usein rajoittava tekijä teräsrakenteiden jatkokäyttöä ajatellen. Teräslankojen myötölujuus palasi lähes täysin ennalleen jäähdyttyään 300 °C:sta, mutta 600 °C:sta jäähtyneiden lankojen lujuus oli enää 50 % alkuperäisestä lujuudesta.

Teräsprofiileissa käytettävien terästen S235 ja S275 todettiin saavuttavan vähintään 90 %:n jäännöslujuus palon jälkeen ilman vaadittavaa varmennusta ja S355 vähintään 75 %:n jäännöslujuus, kun rakenteen korkein lämpötila on palon aikana ylittänyt 600 °C.

Tutkimuksessa esitettiin, että pehmeiden kuumavalssattujen terästen myötö- ja murtolujuudet palaavat jäähtymisen jälkeen täysin ennalleen lämpötilan käytyä korkeintaan 600 °C:ssa. Tämän jälkeen myötölujuus heikkenee lineaarisesti jäännöslujuuden ollessa noin 75 % terästen jäähtyessä 900 °C:sta.

Korkealujuusterästen lujuuden todettiin palon aikana heikkenevän alle 15 % alkuperäisestä arvosta, kun lämpötila on saavuttanut 400 °C. Lämpötilan saavuttaessa 600 °C on alkuperäisestä lujuudesta jäljellä enää alle 15 %. Jäännöslujuuksien todettiin palautuvan lähes ennalleen terästen jäähtyessä 600 °C:sta, minkä jälkeen huomattiin eri korkealujuusterästen käyttäytyvän eri tavalla. Teräs S460 saavutti 76 %:n jäännösmyötölujuuden alkuperäiseen lujuuteen verrattuna jäähdyttäen 1000 °C:sta, mutta S690 vain 38 %.

Ferriittisellä ruostumattomalla teräksellä huomattiin jäännöslujuuksissa poikkeavaa käyttäytymistä korkeimmissa lämpötiloissa. Myötölujuus palautui ennalleen teräksen jäähdyttä 400 °C:sta, mutta lujuustaso oli enää 65 %, kun jäähtyminen tapahtui 700 °C:sta. Tätä korkeammissa lämpötiloissa jäännöslujuus kuitenkin kasvoi huomattavasti johtuen ferriitin muuttumisesta martensiitiksi, jolloin 1000 °C:sta jäähtyneen kappaleen jäännöslujuus oli peräti 158 % alkuperäisestä. Tässä olomuodossa ferriittinen ruostumaton teräs oli lujaa mutta haurasta.

Betonin käyttäytyminen palossa poikkeaa huomattavasti teräksestä. Todettiin, että lujuuden heikkeneminen betonissa on erityisesti seurausta runkoaineksen ja sementin kemiallisista muutoksista korkeissa lämpötiloissa. Lisäksi lämpölaajeneminen sekä sisäisen veden höyrystymisen aiheuttama paine lisäävät halkeilun ja lohkeilun määrää, mikä puolestaan lisää lujuushäviöitä entisestään. Lämpörasitusten pienentämä lujuus ei myöskään palaudu betonin jäähtyessä, vaan lujuushäviöt ovat pysyviä.

Tutkimusten tulokset osoittavat, että normaalilujuusbetonin puristuslujuus heikkenee korkeintaan 15 %, kun betonin lämpötila ei ylitä 400 °C:tta. Lämpötilan noustessa tätä korkeammaksi betonin lujuus alkaa heikkenemään merkittävästi ja 800 °C:ssa lujuudesta on jäljellä enää alle 20 %. Yli 800 °C lämpötiloissa lujuus jatkaa heikkenemistään. Lohkeilulle alttiimpi korkealujuusbetoni puolestaan säilytti lujuutensa hieman paremmin. 400 °C:ssa korkealujuusbetoni oli menettänyt korkeintaan 10 % puristuslujuudestaan ja 800 °C:ssa jäljellä oli noin 25 % alkuperäisestä lujuudesta. Betonin jäännöslujuus on riippuvainen etenkin käytetystä runkoaineksesta.

Lopulta todettiin, että palopaikan rakenteiden kunnosta ja tarvittavista jatkotutkimuksista tarvitaan asiantuntijan tekemä ensihavaintokäynti ja lausunto mahdollisimman pian tulipalon jälkeen. Betoni- ja teräsrakenteiden jäännöslujuuksia pystytään jonkin verran arvioimaan aistinvaraisilla havainnoilla, minkä jälkeen jatkotutkimuksia voidaan tehdä joko ottamalla rakenteista näytekappaleita tai rakennetta vaurioittamattomilla tutkimusmenetelmillä.

## 5.2 Päätelmät ja jatkotutkimukset

Kirjallisuustutkimukselle luvussa 1.2 esitettyjen tavoitteiden voidaan todeta onnistuneen. Yleisimpien terästen ja betonien lujuuskäyttäytyminen palossa sekä niiden jäännöslujuudet saatiin selvitettyä käyttäen useita lähteitä. Seuraavaksi esitetään vielä tiivis yhteenveto tutkimuksen havainnoista ja tutkimuksen yhteydessä syntyneistä jatkotutkimustarpeista.

Teräsrakenteiden lujuus voi palautua jäähtymisen jälkeen hyvinkin paljon, mutta teräsrakenteiden jatkokäyttöä ja korjausmahdollisuuksia rajoittavat usein suuret muodonmuutokset ja rakenneosien lommahtamiset. Jos teräksen lujuus on palon aikana ollut pieni, ovat kuormituksen aiheuttamat rasituksen hyvin mahdollisesti ylittäneet rakenteen lujuuden tai muodonmuutoksille asetetut raja-arvot. Jos jäännöslujuus puolestaan on pienempi kuin rakenteen varmuudelle asetetut vaatimukset edellyttävät, vaaditaan rakenteille vähintään jonkinlaisia kunnostus- ja vahvistustoimia.

Betonin jäännöslujuudet ovat huomattavasti terästä alhaisemmat. Betonin palonkestävyys perustuu kuitenkin betonin alhaiselle lämmönjohtavuudelle, jonka ansiosta palolle altistuvan betonirakenteen sisäosat säilyttävät lujuutensa pitkään. Pintabetonia käytetään myös suojaamaan raudoitteita palon vaikutuksilta. Vaikka pintabetoni olisikin pahasti vaurioitunut, voivat raudoitteiden ja sisäosien betonin jäännöslujuudet olla vielä hyvät. Näiden kunto ratkaiseekin betonirakenteen käyttömahdollisuudet palon jälkeen.

Tämän kirjallisuustutkimuksen aihe oli rajattu materiaaliominaisuuksiin palon aikana ja sen jälkeen. Oleellisimpana aiheeseen liittyvänä jatkotutkimusmahdollisuutena olisi vaurioituneiden teräs- ja betonirakenteiden korjausmahdollisuudet ja -menetelmät, jotka tästä tutkimuksesta jouduttiin rajaamaan pois. Palovaurioiden korjaamista voitaisiin lähestyä esimerkiksi case-kohtaisesti.

Lisäksi voitaisiin tutkia tarkemmin muiden mekaanisten ominaisuuksien käyttäytymistä, ja betonin lisäaineiden vaikutusta jäännöslujuuksiin. Tutkimusta voitaisiin myös laajentaa puurakenteiden toimintaan palossa, mikä rajattiin pois tästä työstä tutkimuksen aikana. Mahdollisuuksia jatkotutkimuksiin on siis useita.

## LÄHTEET

- Atienza, J.M. & Elices, M. (2009). Behavior of prestressing steels after a simulated fire: Fire-induced damages, *Construction and Building Materials*, Vol. 23(8), pp. 2932–2940.
- Chan, Y.N., Anson, M. & Peng, G.F. (1999). Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 21(1), pp. 23–27.
- Cree, D., Green, M. & Noumowe, A. (2013). Residual strength of concrete containing recycled materials after exposure to fire: a review, *Construction and Building Materials*, Vol. 45, pp. 208–223.
- Fletcher, I., Carvel, R., Torero, J., Usmani, A. & Welch, S. (2007). Behaviour of concrete structures in fire, *Thermal Science*, Vol. 11(2), pp. 37–52.
- Hertz, K.D. (2003). Limits of spalling of fire-exposed concrete, *Fire Safety Journal*, Vol. 38(2), pp. 103–116.
- Huang, Y. & Young, B. (2017). Post-fire behaviour of ferritic stainless steel material, *Construction and Building Materials*, Vol. 157, pp. 654–667.
- Keski-Rahkonen O. & Mangs J. (1997). Palosyyyn selvittäminen 3 – Toiminta palopai-kalla, Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT), Espoo, 61 sivua.
- Kuhlman, A. (2015). Palo- ja rakennuslainsäädäntö, Suomen Kalenterit Oy, Helsinki, 648 sivua.
- Lennon, T. (2004). Structural fire engineering design; Part 1. Materials behaviour – concrete, Digest 487, Building Research Establishment (BRE), Watford, UK, 8 p.
- Maraveas, C. & Fasoulakis, Z. (2014). Post-fire mechanical properties of structural steel, 8<sup>th</sup> National Steel Structures Conference, Tripoli, Greece, 2014, 8 p. Available (15.4.2018): [https://www.researchgate.net/publication/264545278\\_POST-FIRE\\_MECHANICAL\\_PROPERTIES\\_OF\\_STRUCTURAL\\_STEEL](https://www.researchgate.net/publication/264545278_POST-FIRE_MECHANICAL_PROPERTIES_OF_STRUCTURAL_STEEL).
- Mäki T., Räisänen P. & Oikari M. (2017). Betonin palovaurioiden tutkiminen, *Betoni-lehti*, Vol. 87(3), s. 92–97. Saatavissa (viitattu 15.4.2018): <https://betoni.com/betoni-lehti/32017/>.
- Purkiss, J.A. & Li, L. (2017). Fire Safety Engineering Design of Structures, Third Edition, CRC Press, Boca Raton, Florida, USA, 452 p.



Qiang, X., Bijlaard, F.S.K. & Kolstein, H. (2012). Post-fire mechanical properties of high strength structural steels S460 and S690, *Engineering Structures*, Vol. 35, pp. 1–10.

Wang, Y., Burgess, I., Gillie, M. & Wald, F. (2017). *Performance-Based Fire Engineering of Structures*, 1st ed. CRC Press, Boca Raton, Florida, USA, 394 p.

Ympäristöministeriön asetus rakennusten paloturvallisuudesta, A 28.11.2017/848. Saatavissa (viitattu 28.3.2018): <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2017/20170848>.